

Jornadas de Puertos y Costas 2015

Nuevo Dique de Poniente del Puerto de Almería (1.^a fase)

A. Capote^{a,*}, A. Bayo^b, C. Andújar^b, J.M. González^a, D. Zamora^a y J. Corral^a^a Acciona Ingeniería, Alcobendas, Madrid, España^b Autoridad Portuaria de Almería, Almería, España

INFORMACIÓN DEL ARTÍCULO

Historia del artículo:

Recibido el 4 de febrero de 2016

Aceptado el 20 de junio de 2016

On-line el 8 de agosto de 2016

Palabras clave:

Dique de abrigo exento

Métodos probabilísticos

Modos de fallo

Probabilidad de fallo

Matriz de vulnerabilidad

Peligrosidad

Métodos de cálculo de nivel I

Métodos de cálculo de nivel III

R E S U M E N

Este artículo recorre las tres fases fundamentales de planificación, diseño y construcción de una infraestructura portuaria singular: el nuevo dique de poniente del puerto de Almería. A lo largo de este documento se señalan las cuestiones más relevantes de cada fase, tratando de presentar el ciclo de vida completo de esta obra de abrigo, desde su concepción hasta su materialización.

El artículo se centra especialmente en la fase de proyecto, ya que este trabajo presenta la peculiaridad de haberse desarrollado mediante métodos de nivel I y métodos de nivel III. Estos últimos suponen una cierta novedad tanto a nivel nacional como internacional, ya que introducen en el diseño los métodos probabilísticos. Este artículo podría ser empleado como guía metodológica para el diseño de futuras obras de abrigo, ya que en él se expone la metodología estándar para el proyecto de obras de abrigo mediante métodos de nivel I, y la verificación del diseño mediante métodos de nivel III.

© 2016 IAHR y WCCE. Publicado por Elsevier España, S.L.U. Este es un artículo Open Access bajo la licencia CC BY-NC-ND (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

New eastern breakwater of the Almería port (1st phase)

A B S T R A C T

This paper goes through the main three stages, planning, design and construction, of a singular port infrastructure: the new western breakwater of Almería port. The main issues of each of these phases are outlined along this document, aiming to present the complete cycle of this protection infrastructure, from its conception and design to its materialization.

The article is mainly focused on the design stage, since this case is special for having been developed by means of level I and level III Methods. Level III methods are a relatively novelty both in the national and international scenario, since they use probabilistic methods for the design. This article could be considered as a guide for the design of future breakwaters, as it includes the standard methodology for level I methods as well as the procedure for verifications by means of level III methods.

© 2016 IAHR y WCCE. Published by Elsevier España, S.L.U. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>).

Keywords:

Detached breakwater

Probabilistic methods

Failure modes

Failure probability

Vulnerability matrix

Hazard

Level I calculation methods

Level III calculation methods

1. Introducción

Desde 1999 la Autoridad Portuaria de Almería (APA) desarrolla de forma especialmente intensa los estudios, proyectos y obras necesarios para el crecimiento del puerto de Almería. La APA plantea este crecimiento desde el muelle de poniente hacia el exterior

del puerto, buscando prácticamente duplicar la superficie de agua abrigada, además de generar nuevas superficies terrestres ganadas al mar, todo ello en pos de cuatro objetivos:

- Paliar el déficit de superficies disponibles.
- Dar respuesta a la creciente demanda de tráfico de graneles.
- Hacer posible que el puerto cuente en el futuro con una terminal de contenedores.
- Mejorar las condiciones ambientales, y las relaciones puerto-ciudad.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: alfonso.capote.garcia@aciona.com (A. Capote).

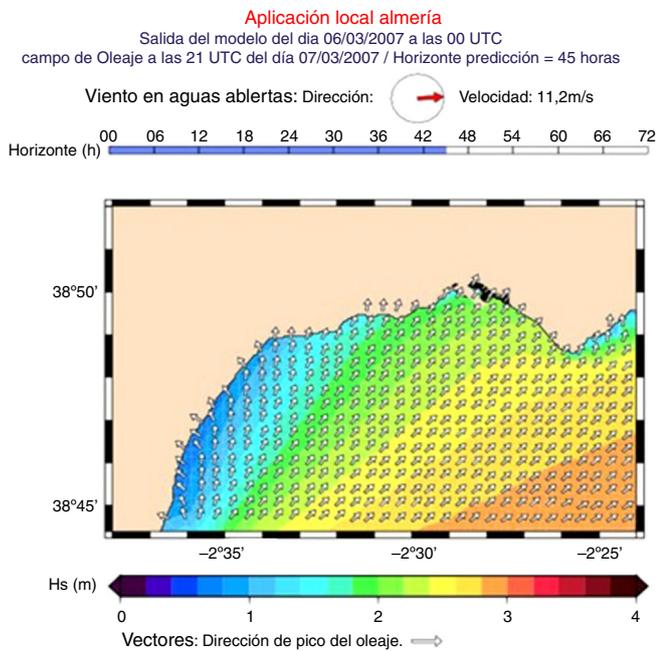


Figura 1. Salida gráfica modelo de predicción de oleaje.

Las inversiones planificadas para alcanzar los objetivos anteriores son de una gran envergadura, por lo que la APA ha ido abordándolas en sucesivas fases de crecimiento de manera que dichas fases sean financieramente sostenibles y, al mismo tiempo, operativas cada una en sí misma:

- **1.ª Fase (ya finalizada):** creación de una línea de atraque paralela al muelle de poniente y a 450 m de él. Se ejecutan rellenos en el recinto generado entre el muelle de poniente y la nueva alineación, limitados en su extremo ESE por una mota, y al WNW por el dique sur de la dársena pesquera, lo que proporciona una nueva explanada de casi 170.000 m². Este nuevo atraque pudo funcionar temporalmente sin abrigo alguno (hasta quedar protegido por el nuevo dique), con una operatividad alta, del orden del 90%, pero limitada a la carga de graneles sólidos. Al consistir en un muelle expuesto se trató de una experiencia nueva, para la que fue necesario realizar un estudio del clima marítimo de detalle dentro del golfo de Almería, llevándose a cabo mediante convenio con Puertos del Estado y la Universidad de Cantabria. En el mencionado estudio se determinó la operatividad del muelle para la carga de graneles sólidos. Por otra parte, se llevó a cabo una campaña de medidas con boya para corroborar los datos del estudio, realizada por el CEDEX.

Es importante destacar que para poder llevar a cabo la operativa fue necesario contar con un modelo de previsión de oleaje, viento y nivel del mar (SAPO), desarrollado por Puertos del Estado, que fue capaz de ir determinando las ventanas operativas del muelle, con aviso a operadores y prácticos. La [figura 1](#) muestra un ejemplo de salida gráfica del citado programa, apreciándose en ella las previsiones de altura de ola y dirección, para un determinado horizonte temporal, resultando este software (SAPO) imprescindible para la planificación de los trabajos de construcción del dique.

En el muelle generado, además de operar graneles, se llevaron a cabo los trabajos de montaje del nuevo gasoducto entre España y Argelia.

- **2.ª Fase (ya finalizada):** generación mediante motas del perímetro de los futuros rellenos que formarán la ampliación. Ejecución

asimismo de parte de los rellenos, generando una nueva explanada de unos 50.000 m².

- **3.ª Fase (en proceso):** prolongación del actual muelle de Pechina en unos 470 m, dotándolo además del abrigo necesario mediante un dique exento y contradique. Se ejecutarán también en esta fase los rellenos de los recintos generados en la 2.ª fase.

La [figura 2](#) muestra la evolución de las instalaciones portuarias del puerto de Almería, así como las previsiones de nuevas infraestructuras, entre las que destaca el nuevo dique.

El nuevo dique de poniente se concibe inicialmente con una longitud de 1.930 m, aunque en su versión finalmente proyectada será de 1.250 m. El proyecto y construcción del dique se aborda en varias fases, de las cuales la 1.ª fase es objeto del presente artículo, Proyecto Constructivo Nuevo Dique de Poniente (1.ª fase) puerto de Almería [1], y su ejecución se ha completado en el mes de julio de 2015.

2. Estudios previos y trabajos de campo

2.1. Longitud y orientación del dique. Estudios de agitación

A fin de establecer la configuración del futuro dique, en posición, orientación y longitud, se llevaron a cabo diversos trabajos estudiando su influencia y eficacia sobre las zonas que quedarán abrigadas, así como las posibles consecuencias de su construcción (resonancia en la nueva dársena, entre otras). Destaca entre los estudios realizados el desarrollado por Delf Hydraulics en el año 2008 (Almería Port Extension. Moored ships Scale Model Tests. Deltares - Delf Hydraulics, [2]), en el que se analizaron 3 configuraciones en planta para la obra, llevando a cabo ensayos en modelo físico para el análisis de la agitación en el interior del área abrigada y estudio de buque amarrado (buques Panamax y Post-Panamax). La [figura 3](#) muestra las configuraciones analizadas y las conclusiones alcanzadas.

Las tres configuraciones en planta se estudiaron en modelo físico a escala reducida, buscando fundamentalmente comprobar que los movimientos inducidos en los buques atracados no superasen los límites aceptables. Se establecieron como resultado del estudio los tiempos de no operatividad, comprobándose inferiores a los límites definidos en la ROM 3.1-99 [3].

Como conclusión del estudio se decidió proyectar un dique con alineación sensiblemente oblicua al muelle de Pechina (formando 9,5° con el mismo), a 350 m del mismo en su punto más cercano, permitiendo así eliminar la necesidad del contradique. Se optó por una tipología de dique vertical, formado mediante cajones en los que, siguiendo las recomendaciones del estudio, se asumió la necesidad de incorporar cámaras antirreflejantes en su lado dársena.

2.2. Campaña geotécnica

A fin de caracterizar el terreno en la zona de proyecto, se planificó y desarrolló una campaña geotécnica que, por motivos operativos, quedó dividida en dos fases (Geotechnical Report. Investigation Data. Harbour Extension Phase I & II. Almería, España, [4]).

En el mes de marzo de 2009 comenzaron los trabajos geotécnicos, consistiendo estos en la realización de 11 piezoconos (CPT) en la futura planta del dique exento ([fig. 4](#)). Para la ejecución de esta parte de los trabajos se empleó el buque oceanográfico M/V BAVENIT, mediante el cual se realizaron ensayos tipo CPT con medición de presión de poros, alternándose con perforaciones a rotación y toma de muestras. El propio buque estaba equipado con laboratorio a bordo, lo que facilitó la realización de ensayos de caracterización (humedades y densidades) y resistencia (Vane test y resistencia a compresión simple).

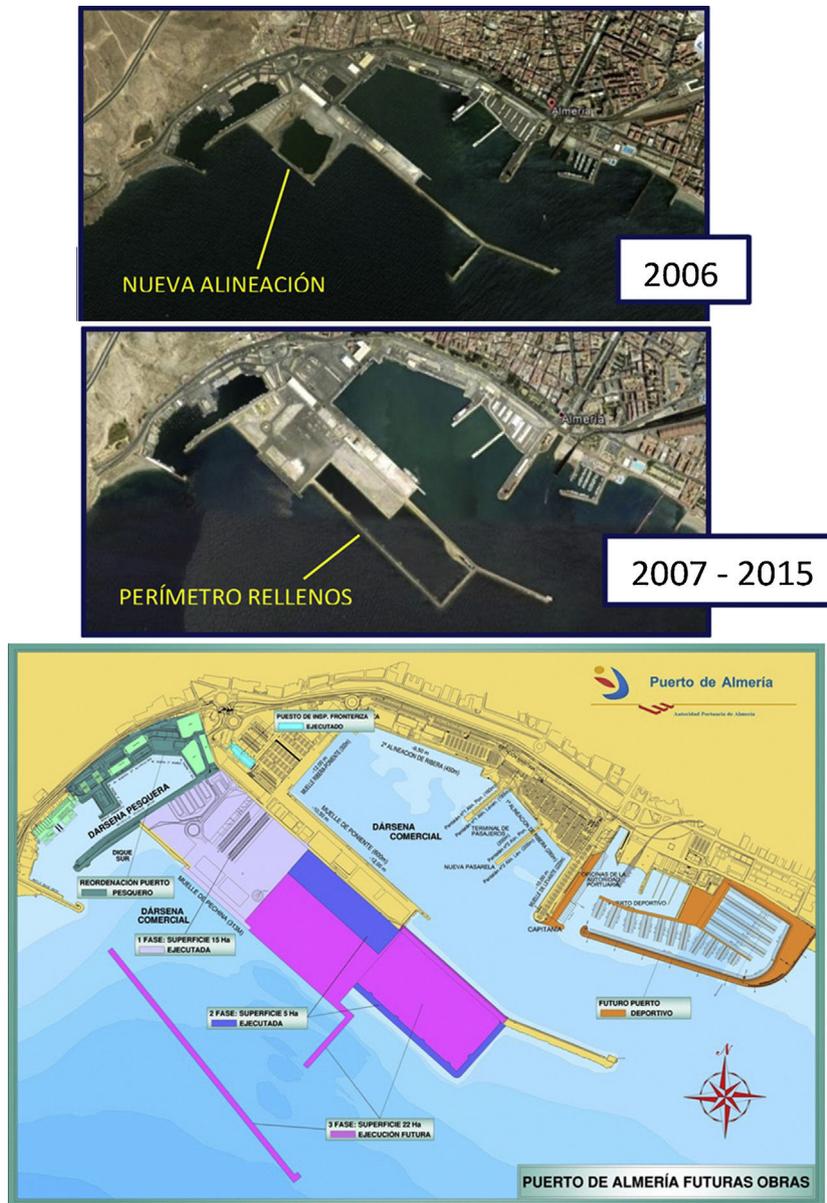


Figura 2. Evolución y planificación puerto de Almería.

El buque oceanográfico presentaba la limitación de no poder trabajar en calados inferiores a 20 m, por lo que en las cercanías del muelle de Pechina se empleó, ya en una segunda fase de campaña a fecha mayo de 2009, una plataforma de patas autopropulsada. Los trabajos englobados en esta segunda fase consistieron en la realización de 10 SPT cada metro, alternándose con perforaciones a rotación con extracción de testigo.

Como resultado de las investigaciones geotécnicas se elaboró un perfil geotécnico de cálculo formado en su mayor parte por arenas con diferentes densidades y compacidades, depositadas sobre arenas limosas y gravas arenosas.

3. Proyecto del nuevo dique de poniente

3.1. Descripción de la solución

El nuevo dique se proyecta formado por 9 cajones de hormigón armado, que quedarán fondeados a diferentes cotas con el fin de reducir el espesor de la banqueta lo máximo posible, adaptándola a la batimetría. Se define así una banqueta escalonada que da

lugar a 4 cajones tipo de puntal 23, 24, 26 y 28 m (cota de cimentación -21,-22,-24 y -26). El resto de la geometría es idéntica para todos los cajones: 45,10 m de eslora y 21 m de manga (10 celdas en longitudinal y 5 en transversal).

A fin de conseguir unos niveles de agitación adecuados en la nueva dársena, se proyectaron cámaras antirreflejantes hasta la cota -2,50 ocupando las dos primeras filas de celdas lado puerto (ancho de cámara de 7,98 m). En los puntos correspondientes a defensas se proyectó un faldón hasta cota +0,50, que ciega parcialmente las ranuras exteriores de las cámaras. La disposición de celdas antirreflejantes obligó a prever la ejecución de la viga cantil mediante prelosas y losa *in situ*. Asimismo, se previó la colocación de tubos de PVC comunicando las cámaras con el exterior, de forma que no quedara aire ocluido en el interior que pudiera generar sobrepresiones. Las celdas de los cajones se rellenarán con material granular procedente de un dragado específicamente realizado para tal fin.

Los cajones quedarán fondeados sobre banqueta formada por escollera de 100-300 kg, protegida en lado mar por un manto de dos capas de escollera de 2-3 t, y bloque de guarda al pie de los

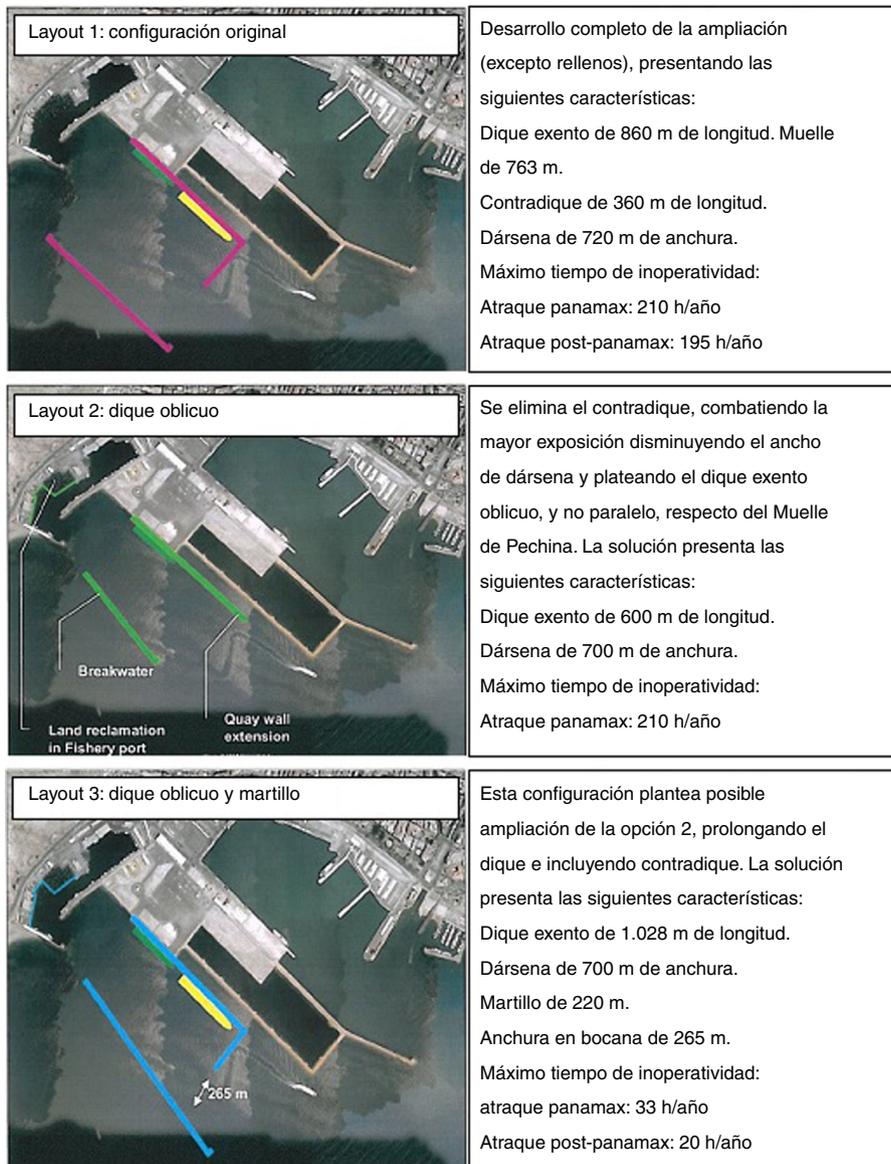


Figura 3. Configuraciones analizadas en modelo físico.

cajones. Los bloques de guarda procederán del desmantelamiento del muelle auxiliar del puerto de Almería. La sección tipo proyectada queda rematada por un espaldón de hormigón en masa coronado a la cota +7, y una viga cantil de hormigón armada en el lado dársena coronada a cota +4 (fig. 5).

3.2. Determinación de los métodos de verificación

Siguiendo la metodología de diseño para obras de abrigo de la ROM 1.0-09 [5], se determinaron en primer lugar el índice de repercusión económica (IRE) y el índice de repercusión social y ambiental (ISA), pudiendo actualmente seguirse dos vías para ello: el procedimiento recogido en la ROM 0.0 [5], o bien acudir a las figuras 2.2.33 y 2.2.34 de la ROM 1.0-09 [5].

Una vez definidos los dos índices, se establecieron los métodos de verificación a seguir para el diseño de la nueva obra de abrigo empleando la tabla 1.

En la tabla 1 el número entre corchetes indica el método de verificación: [2]: método del coeficiente de seguridad global (nivel I); [3]: método de los coeficientes parciales (nivel I); [4]: métodos de nivel II; y [5]: métodos de nivel III. Para el caso del nuevo dique

de poniente se definieron un IRE alto (r3) y un ISA no significativo (s1), por lo que se desarrollaron verificaciones de la seguridad mediante métodos de nivel I, con método de coeficientes parciales, y nivel III, con métodos probabilísticos. Se comentan en los siguientes apartados las consideraciones más relevantes para cada caso.

3.3. Métodos de nivel I

Por la propia naturaleza de la obra, un dique de abrigo, el suceso oleaje resulta determinante en el diseño. Por otra parte, al quedar ubicado el dique en una zona de importante riesgo sísmico, como es

Tabla 1
Métodos de verificación en función de IRE e ISA

IRE	No significativo	Bajo	Alto	Muy alto
Bajo	[1]	[2]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]
Medio	[2]	[2]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]
Alto	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]	[2] y [3] o [4]

Fuente: ROM 1.0-09 [4].

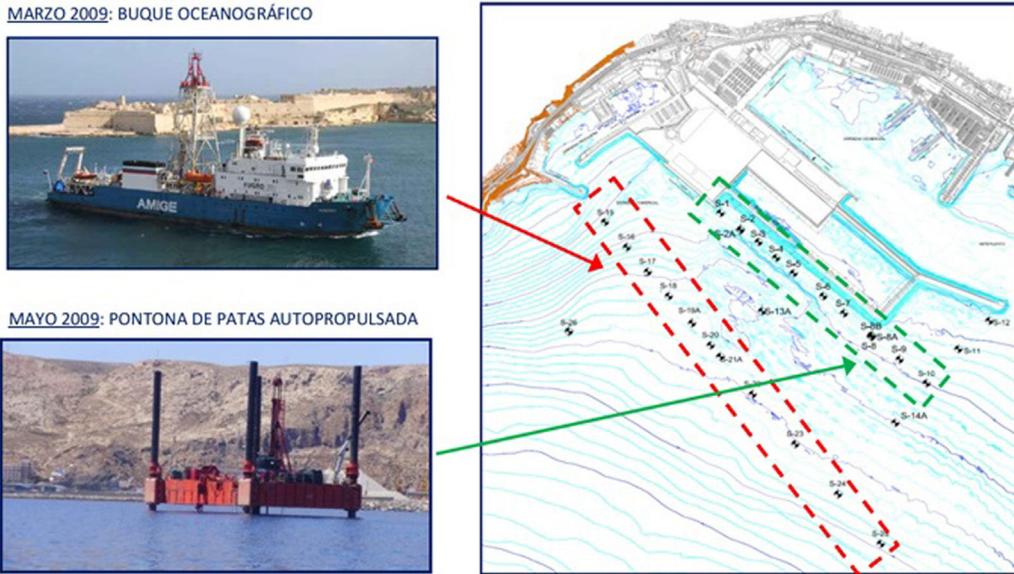


Figura 4. Campañas geotécnicas.

Almería, también el suceso sísmo se considera crítico en el diseño. Se trata de sucesos estadísticamente independientes, de forma que se analiza cada uno por separado y no se considera probable su ocurrencia simultánea (únicamente en el caso de sísmo con epicentro en el mar podría pensarse en sucesos simultáneos, pero esta zona no es susceptible de sufrir tsunami atendiendo al apartado 4.6.2.4 ROM 2.0-11 [7]).

A fin de analizar cada suceso por separado, se elaboró el árbol fallo que se presenta a continuación, diferenciando los dos sucesos principales (oleaje y sísmo), así como el fallo de cada una de las partes de la obra (cimiento, cuerpo central y superestructura) y los modos de fallo a considerar siguiendo ROM 0.5-05 [8] (vuelco, deslizamiento, hundimiento, vuelco plástico y pérdida de estabilidad global).

En cuanto al suceso oleaje, para la verificación de la seguridad frente a los diferentes modos de fallo se optó por diseñar el nuevo dique por el método estándar de la ROM 0,5-05, según el

cual se definieron dos combinaciones: presentación de un oleaje de 50 años de período de retorno, que se considera combinación fundamental, y presentación de un oleaje de 500 años de período de retorno, que se considera combinación accidental. En este caso los coeficientes de seguridad exigidos fueron los establecidos con carácter general, es decir los consignados en la tabla 4.7.2 de la ROM 0,5-05 [8].

En cuanto al suceso sísmo, se siguió la NCSE-02 [9] para la determinación de las aceleraciones horizontal y vertical, considerándose aceleración sísmica básica de valor 0,14.g, correspondiente a 500 años de período de retorno.

Las consideraciones anteriores se concretan en la consideración de tres condiciones de proyecto (CP):

- CP condiciones extremas por oleaje extremo, considerando la presentación de un oleaje correspondiente a un período de retorno de 50 años.

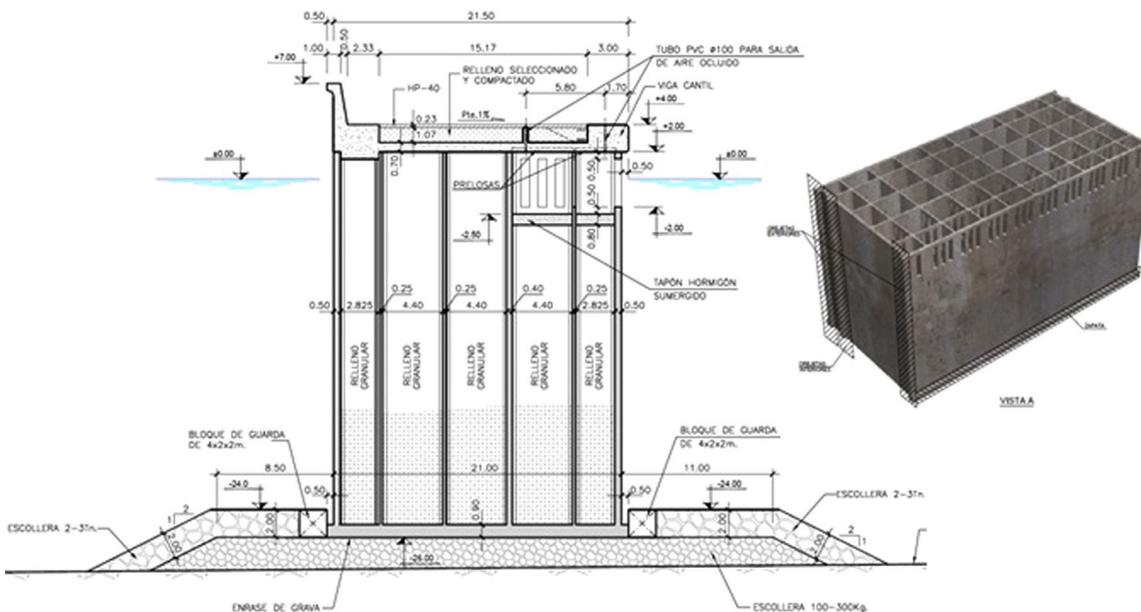


Figura 5. Sección tipo Proyecto Nuevo Dique de Poniente. Detalle cajón tipo.

- CP condiciones excepcionales por oleaje extraordinario, considerando la presentación de un oleaje correspondiente a un período de retorno de 500 años.
- CP condiciones excepcionales por sismo extraordinario, considerando la presentación de un sismo correspondiente a un período de retorno de 500 años.

Este proyecto presentó la singularidad de prever un cambio en la naturaleza de la obra, como consecuencia de hipotéticas futuras obras en el puerto. Conservando la nueva dársena generada entre el muelle de Pechina y el nuevo dique, el diseño tuvo en cuenta la posible construcción de una nueva explanada hacia el exterior de los cajones del dique, es decir rellenando en el lado mar. Esta nueva explanada protegería los cajones de la acción del oleaje, pasando estos a comportarse como una obra de atraque y amarre. En consecuencia, al pasar a tratarse de un muelle, las comprobaciones consistieron en la aplicación directa de la ROM 2.0-11 [7], según la cual se diferenciaron las siguientes condiciones de trabajo (CT).

- CT1 condiciones operativas.
- CT2 condiciones extremas.
- CT3,1 condiciones excepcionales, en este caso por oleaje de carácter extraordinario.
- CT3,31 y CT3,32 condiciones excepcionales por sismo (extremal y extraordinario).

Al estar este artículo orientado a la metodología de diseño de una obra de abrigo, no se incluye el análisis de la metodología de diseño de la ROM 2.0-11 [7], correspondiente a obras de atraque y amarre. No obstante, sí se considera especialmente interesante destacar que el diseño como muelle resultó ser más restrictivo en este caso que considerar la obra actuando únicamente como dique. Esto se debe fundamentalmente a que, por un lado, los coeficientes de seguridad para muelles de gravedad son más restrictivos que los de diques verticales para los mismos modos de fallo (comparativa entre tabla 4.2.1 y tabla 4.7.2 de ROM 0.5-05 [8]), y por otra parte, a que la hipótesis sísmica en caso de existir rellenos trasdosando los cajones resulta en muchas ocasiones más desfavorable que el oleaje extraordinario sin sismo.

Volviendo a las consideraciones realizadas para diseño del dique, para la definición del oleaje de cálculo en cada condición de proyecto se consideraron datos DOW, a partir de los cuales se definieron los oleajes de cálculo para condición de proyecto.

El resto de agentes climáticos, es decir viento y marea en este caso, se consideraron agentes climáticos no predominantes, siendo siempre predominante el oleaje. Dado que a la fecha de redacción del proyecto no se disponía de directrices para la determinación de los valores de las variables de estado de los agentes climáticos no predominantes para el caso de obras de abrigo, se acudió a la ROM 2.0-11 [7], concretamente a la tabla 4.6.2.2, realizándose una analogía entre las condiciones de proyecto para el dique y las condiciones de trabajo de las obras de atraque y amarre.

- CT2 de ROM 2.0-11 [7] correspondería con las condiciones de proyecto extremas por oleaje de 50 años en el caso del nuevo dique.
- CT3,1 de ROM 2.0-11 [7] correspondería con las condiciones de proyecto excepcionales por oleaje de 500 años en el caso del nuevo dique.
- CT3,32 de ROM 2.0-11 [7] correspondería con las condiciones de proyecto excepcionales por sismo de 500 años en el caso del nuevo dique.

Los niveles del mar a considerar en los diferentes cálculos se definieron a partir de datos del puerto de Málaga, refiriéndolos al nivel medio del mar en Alicante, y teniendo en cuenta que este está 18 cm por encima del cero del puerto de Almería.

Para la definición de la velocidad del viento condición de proyecto se siguió la metodología de la ROM 0,4-95 [10], y empleando la tabla 4.6.2.2 de la ROM 2.0-11 [7].

La definición de las condiciones de proyecto se completa con la determinación del resto de agentes de uso y explotación (sobrecargas, grúa, etc). La tabla 2 muestra la definición de cada condición de proyecto (fig. 6).

3.3.1. Resultados nivel I

Las tablas 3 y 4 muestran los resultados obtenidos para los diferentes modos de fallo, para hipótesis de cresta.

3.4. Métodos de nivel III

El nivel I se refiere a métodos deterministas y semiprobabilistas, que utilizan coeficientes de seguridad. Los métodos de nivel III corresponden al modelado probabilista del conjunto de acciones y respuestas de la obra para calcular la probabilidad de fallo conjunta la cual deberá ser inferior a la requerida.

Los métodos de nivel III, tal como se presentan en la ROM 0.0 [6], proponen el modelado de la distribución conjunta de las acciones aleatorias que afecten al proyecto, y de las respuestas, también aleatorias, de la obra. El propósito de este modelo es el cálculo de la probabilidad de fallo según cada modo de fallo, así como el cálculo de la probabilidad de fallo conjunta de la estructura. La figura 7 esquematiza la situación.

El eje de abscisas representa las variables que describen las acciones externas aleatorias, y el eje de ordenadas las variables que describen la resistencia del sistema. En ese plano debe establecerse la distribución conjunta de acciones y reacciones que exige el diseño de nivel III y que, en la figura, se ha representado mediante unas curvas de nivel. El fallo puede describirse por la región donde las acciones, o cargas, sean mayores que la resistencia (zona por debajo de la línea diagonal en la figura anterior). La probabilidad de fallo puede obtenerse por integración de la densidad conjunta en esa región.

La dificultad mayor en la utilización de los métodos de nivel III corresponde a la modelación de la distribución conjunta de acciones y respuestas aleatorias y la determinación de la región de fallo

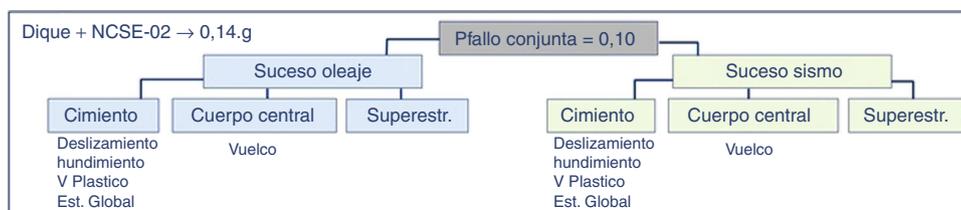


Figura 6. Árbol de fallo nuevo dique de poniente.

Tabla 2
Definición de condiciones de proyecto

	Agente predominante		Agente no predominante		Sobrecargas				
	Agente	TR	Valor adoptado	Agente	Valor característico	Valor adoptado	Operación	Tiro	Grúa
C. extremas	Oleaje	50 años	Hs = 3,31 m Tp = 10 s	Marea	TR = 5 años	NA: +0,89 NB: -0,57	1,50 t/m ² (100% tiro nominal)	8 t/m	Grúa movilidad restringida en posición más desfavorable
C. excepcionales por oleaje extraordinario	Oleaje	500 años	Hs = 5,69 m Tp = 12 s	Marea	85% No excedencia reg. medio	NA: +0,49 NB: -0,13	1,20 t/m ² (80% valor nominal)	2,3 t/m	
C. excepcionales por sismo extraordinario	Sismo	500 años	ah = 0,064. G av = 0,032. G	Oleaje	50% Reg. medio	Hs = 0,75 m Tp = 8 s	1,20 t/m ² (80% valor nominal)	0,6 t/m	
				Marea	50% Reg. medio	NA: +0,42 NB: -0,06			

Tabla 3
Resultados nivel I (modos de fallo vuelco y deslizamiento)

	F _v	F _d
<i>Condiciones extremas</i>		
Nivel alto	2,76	3,32
Nivel bajo	2,98	3,43
Mínimo ROM	-	1,1
	F _v	F _d
<i>Condiciones excepcionales ola</i>		
Nivel alto	2,2	2,16
Nivel bajo	2,25	2,18
Mínimo ROM	-	1
Mínimo ROM	-	1
	F _v	F _d
<i>Condiciones excepcionales sismo</i>		
Nivel alto	3,69	2,9

Tabla 4
Resultados nivel I (modos de fallo hundimiento, vuelco plástico y estabilidad global)

	F _h	F _{vp}	F _{EG}
<i>Condiciones extremas</i>			
Nivel alto	1,35	1,32	2,13
Mínimo ROM	1,0 (ya mayorado por 1,5)	1 (ya mayorado por 1,2)	1,1
	F _h	F _{vp}	F _{EG}
<i>Condiciones excepcionales ola</i>			
Nivel alto	1,1	1,06	1,73
Mínimo ROM	1,0 (ya mayorado por 1,2)	1 (ya mayorado por 1,1)	1
	F _h	F _{vp}	F _{EG}
<i>Condiciones excepcionales sismo</i>			
Nivel alto	1,3	1,36	1,9
Mínimo ROM	1,0 (ya mayorado por 1,2)	1 (ya mayorado por 1,1)	1,0

(mediante las llamadas ecuaciones de verificación) en el espacio de todas estas variables.

Se pueden clasificar las variables en dos grupos: las que dependen de las acciones externas, pero no de la obra en sí misma; y aquellas otras de las que, fijada la acción externa, depende la respuesta del sistema. La distribución de probabilidad de la respuesta, condicionada a cada acción externa, parece más fácil de modelar que la distribución conjunta. Además, las acciones externas que son muchas veces climático-meteorológicas (oleaje, viento,

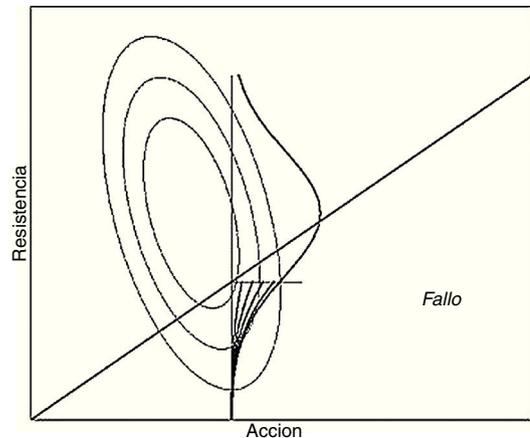


Figura 7. Esquema conceptual métodos nivel III.

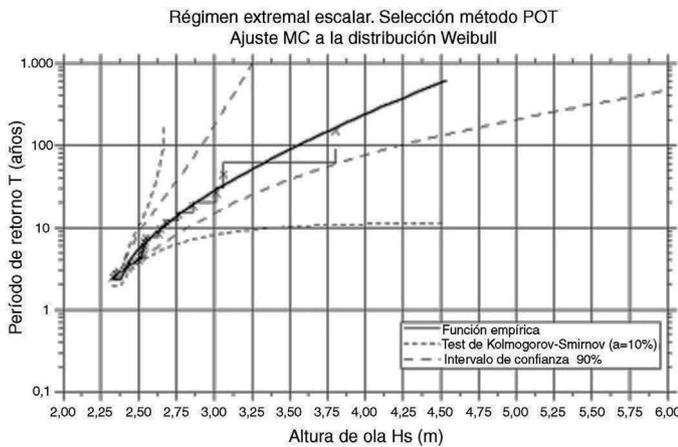


Figura 8. Régimen extremal escalar del oleaje.

mareas, corrientes) se estudian más cómodamente desligadas de sus efectos sobre estructuras. En estas condiciones la distribución conjunta de todas las variables se puede expresar simbólicamente como:

$$\underbrace{P\{v. \text{ externas, v. respuesta} \}}_{\text{distrb. conjunta}} = \underbrace{P\{v. \text{ externas} \}}_{\text{distrb. marginal}} \cdot \underbrace{P\{v. \text{ respuesta} | v. \text{ externas} \}}_{\text{distrb. condicional}}$$

$$= \text{peligrosidad} \cdot \text{vulnerabilidad}$$

Esta expresión se basa en la definición de probabilidad condicional. Se ha identificado la probabilidad marginal de las acciones externas con el concepto de peligrosidad, mientras que la vulnerabilidad es la probabilidad de las respuestas condicionadas a las acciones externas.

La descomposición de la distribución conjunta en peligrosidad y vulnerabilidad facilita también el cálculo de la probabilidad de fallo. Se ha representado ese cálculo en la figura anteriormente incluida, rayando el área bajo la densidad condicional (vulnerabilidad) para un valor concreto de la acción externa. Obviamente, es más fácil obtener el valor de la probabilidad de fallo para cada acción externa que la densidad conjunta de acciones y reacciones. Una vez se dispone de las probabilidades de fallo condicionadas, basta realizar un promedio ponderado de las mismas, según indique la peligrosidad (teorema de la probabilidad total), para hallar la probabilidad de fallo deseada.

La metodología explicada hasta ahora es aplicable para calcular la probabilidad de fallo por métodos probabilísticos tanto asociada al oleaje como al sismo. Si en el oleaje se analizan parejas Hs-Tp, en el sismo se emplea como variable aleatoria la aceleración sísmica básica.

3.4.1. Peligrosidad

3.4.1.1. Peligrosidad del oleaje. En relación con el oleaje, la descripción de la peligrosidad de la zona queda caracterizada mediante las siguientes distribuciones:

- Régimen extremal escalar del oleaje (datos DOW): mediante el ajuste de los máximos temporales registrados en la zona a una distribución de Weibull. En la figura 8 se presenta el régimen extremal escalar estimado, que relaciona la altura de ola con el período de retorno.
- Distribución condicionada de Tp a Hs: se ha considerado que esta distribución es normal, con parámetros que varían en función de la altura de ola significativa. En la figura 9 se presenta la distribución conjunta Hs-Tp. La línea amarilla muestra la evolución del parámetro «media» del modelo normal en función de la altura de

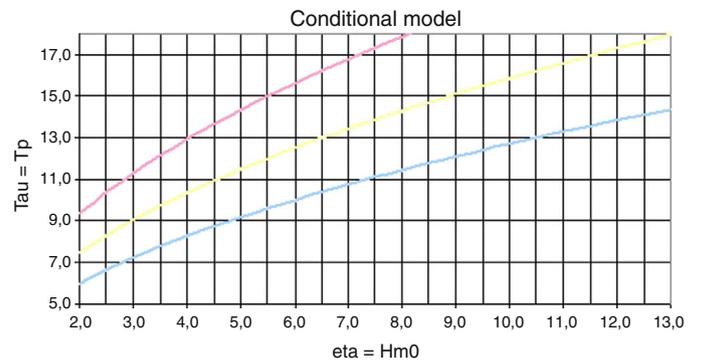


Figura 9. Distribución condicionada de Tp a Hs.

ola, mientras que las otras dos líneas proporcionan información sobre la dispersión del mismo.

- Modelo de ocurrencia de temporales en el tiempo: se ha considerado que los temporales ocurren en el tiempo como un proceso de Poisson. El número medio de temporales extremos considerados ha sido de 0,43 temporales/año.

3.4.1.2. Peligrosidad de sismo. Para la determinación de la aceleración sísmica básica asociada a un período de retorno T (a_{b,T}, distinto de 500 años, se emplea la expresión siguiente (apartado 4.6.2.4 de la ROM 2.0-11 [7]), que relaciona la variable aceleración básica con el período de retorno en la zona de Almería.

$$a_{b,T} = a_b \left(\frac{T}{500} \right)^{1/2,7} = 0.14 g \left(\frac{T}{500} \right)^{1/2,7}$$

Esto permite obtener la gráfica de la figura 10, que relaciona la aceleración sísmica básica, a_b, con el período de retorno.

A partir de esta expresión es sencillo calcular la función de densidad de la aceleración básica que supera un umbral dado, u₀. Una vez fijado este umbral, u₀, el parámetro λ que modela el proceso de Poisson de ocurrencia de sismos en el tiempo es:

$$\lambda = \lambda(u_0) = \frac{1}{\tau(u_0)}$$

siendo τ(u₀) el período de retorno correspondiente al umbral u₀. Los tamaños de las aceleraciones básicas que exceden ese umbral se pueden calcular según la siguiente expresión, que permite calcular la función de probabilidad acumulada de los excesos sobre u₀.

$$P[U < u | U > u_0] = 1 - \frac{\tau(u_0)}{\tau(u)}$$

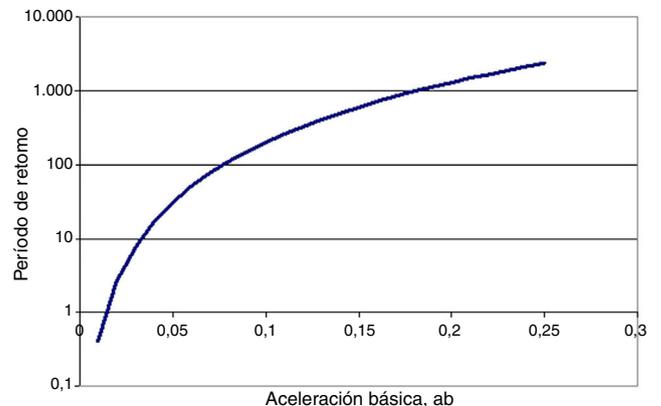


Figura 10. Aceleración sísmica básica en función de período de retorno.

25.00	5.02	3.81	3.13	2.69	2.20	1.90	1.66	1.48	1.32	1.19	1.08	0.98	0.90	0.82	0.76	0.70	0.65	0.60	0.56	0.52	0.50	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48	0.47
24.50	5.05	3.93	3.15	2.61	2.21	1.91	1.67	1.48	1.33	1.20	1.08	0.99	0.90	0.83	0.77	0.71	0.66	0.61	0.57	0.53	0.50	0.49	0.49	0.49	0.49	0.48	0.48
24.00	5.07	3.95	3.17	2.62	2.22	1.92	1.69	1.49	1.34	1.20	1.09	0.99	0.91	0.84	0.77	0.71	0.66	0.61	0.57	0.54	0.51	0.50	0.50	0.49	0.49	0.49	0.48
23.50	5.10	3.97	3.19	2.64	2.24	1.93	1.70	1.50	1.35	1.21	1.10	1.00	0.92	0.84	0.78	0.72	0.67	0.62	0.58	0.55	0.52	0.51	0.50	0.50	0.50	0.49	0.49
23.00	5.13	3.99	3.21	2.65	2.25	1.93	1.71	1.51	1.36	1.22	1.11	1.01	0.93	0.85	0.79	0.73	0.68	0.63	0.59	0.56	0.54	0.51	0.51	0.51	0.50	0.50	0.50
22.50	5.16	4.02	3.23	2.67	2.27	1.96	1.72	1.53	1.37	1.23	1.12	1.02	0.93	0.86	0.79	0.73	0.68	0.63	0.60	0.57	0.55	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.51
22.00	5.19	4.05	3.25	2.69	2.29	1.98	1.74	1.54	1.38	1.24	1.13	1.03	0.94	0.87	0.80	0.74	0.69	0.64	0.61	0.58	0.56	0.53	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51
21.50	5.23	4.08	3.27	2.71	2.30	1.99	1.75	1.55	1.39	1.25	1.14	1.04	0.95	0.88	0.81	0.75	0.70	0.66	0.63	0.60	0.57	0.55	0.53	0.53	0.53	0.52	0.52
21.00	5.27	4.11	3.30	2.74	2.32	2.01	1.77	1.57	1.40	1.27	1.15	1.05	0.96	0.88	0.82	0.76	0.71	0.67	0.64	0.61	0.59	0.56	0.54	0.54	0.54	0.53	0.53
20.50	5.31	4.14	3.33	2.76	2.33	2.03	1.78	1.59	1.42	1.28	1.16	1.06	0.97	0.90	0.83	0.77	0.72	0.68	0.65	0.63	0.60	0.57	0.55	0.55	0.54	0.54	0.54
20.00	5.35	4.18	3.36	2.78	2.35	2.05	1.80	1.61	1.43	1.29	1.17	1.07	0.98	0.91	0.84	0.78	0.73	0.69	0.66	0.64	0.61	0.59	0.57	0.56	0.55	0.55	0.54
19.50	5.40	4.22	3.39	2.81	2.39	2.07	1.82	1.62	1.45	1.31	1.19	1.09	1.00	0.92	0.85	0.81	0.77	0.73	0.70	0.66	0.63	0.61	0.59	0.57	0.56	0.56	0.56
19.00	5.45	4.26	3.43	2.84	2.42	2.10	1.84	1.64	1.47	1.33	1.21	1.10	1.01	0.93	0.86	0.83	0.79	0.75	0.72	0.68	0.65	0.62	0.59	0.58	0.57	0.57	0.57
18.50	5.50	4.30	3.46	2.88	2.45	2.12	1.87	1.66	1.49	1.34	1.22	1.12	1.03	0.95	0.88	0.81	0.77	0.74	0.70	0.67	0.63	0.59	0.59	0.59	0.58	0.58	0.58
18.00	5.56	4.35	3.51	2.91	2.48	2.15	1.89	1.68	1.51	1.36	1.24	1.13	1.04	0.96	0.93	0.88	0.84	0.80	0.76	0.72	0.67	0.63	0.61	0.60	0.60	0.60	0.59
17.50	5.63	4.41	3.55	2.95	2.51	2.18	1.92	1.71	1.53	1.38	1.26	1.15	1.07	1.01	0.96	0.91	0.86	0.82	0.77	0.73	0.68	0.64	0.62	0.61	0.61	0.61	0.61
17.00	5.70	4.47	3.60	2.99	2.55	2.21	1.95	1.73	1.56	1.41	1.28	1.17	1.10	1.04	0.99	0.94	0.89	0.83	0.77	0.73	0.68	0.64	0.64	0.63	0.63	0.62	0.62
16.50	5.78	4.53	3.65	3.04	2.59	2.25	1.98	1.76	1.58	1.43	1.30	1.21	1.14	1.08	1.03	0.98	0.93	0.87	0.79	0.73	0.69	0.65	0.65	0.65	0.64	0.64	0.64
16.00	5.86	4.60	3.71	3.09	2.63	2.29	2.02	1.79	1.61	1.46	1.33	1.24	1.17	1.12	1.06	1.01	0.96	0.90	0.84	0.79	0.74	0.70	0.67	0.67	0.67	0.66	0.66
15.50	5.95	4.67	3.78	3.14	2.68	2.33	2.05	1.83	1.65	1.49	1.36	1.27	1.22	1.13	1.08	1.03	0.98	0.91	0.85	0.80	0.75	0.70	0.69	0.69	0.69	0.68	0.68
15.00	6.05	4.76	3.85	3.20	2.74	2.38	2.10	1.87	1.68	1.52	1.44	1.34	1.24	1.14	1.09	1.04	0.99	0.92	0.86	0.81	0.76	0.72	0.71	0.71	0.70	0.70	0.70
14.50	6.16	4.85	3.92	3.27	2.79	2.43	2.14	1.91	1.72	1.60	1.45	1.36	1.26	1.16	1.09	1.03	0.94	0.88	0.82	0.77	0.74	0.74	0.73	0.73	0.73	0.72	0.72
14.00	6.28	4.95	4.01	3.34	2.86	2.49	2.20	1.96	1.75	1.65	1.51	1.39	1.28	1.19	1.10	1.02	0.95	0.89	0.84	0.79	0.77	0.76	0.76	0.76	0.75	0.75	0.75
13.50	6.42	5.06	4.10	3.42	2.93	2.55	2.25	2.02	1.88	1.68	1.54	1.41	1.30	1.21	1.12	1.05	0.98	0.91	0.86	0.81	0.79	0.79	0.79	0.79	0.78	0.78	0.78
13.00	6.56	5.18	4.20	3.51	3.00	2.62	2.31	2.10	1.89	1.72	1.57	1.44	1.33	1.23	1.15	1.07	1.00	0.94	0.88	0.83	0.83	0.82	0.82	0.82	0.81	0.81	0.81
12.50	6.72	5.31	4.31	3.61	3.09	2.70	2.40	2.15	1.94	1.75	1.61	1.48	1.37	1.27	1.18	1.10	1.03	0.97	0.91	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86	0.84	0.84
12.00	6.90	5.46	4.41	3.71	3.18	2.79	2.47	2.21	1.99	1.81	1.66	1.53	1.41	1.31	1.22	1.13	1.06	1.00	0.94	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
11.50	7.09	5.62	4.51	3.83	3.29	2.87	2.54	2.28	2.06	1.87	1.71	1.58	1.46	1.35	1.26	1.18	1.10	1.03	0.97	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.92
11.00	7.29	5.79	4.73	3.96	3.40	2.97	2.63	2.36	2.13	1.94	1.78	1.64	1.52	1.41	1.31	1.23	1.15	1.08	1.02	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.97	0.97
10.50	7.52	5.93	4.88	4.10	3.52	3.08	2.73	2.45	2.22	2.02	1.85	1.71	1.58	1.47	1.37	1.28	1.20	1.13	1.06	1.04	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97
10.00	7.76	6.15	5.05	4.24	3.65	3.20	2.84	2.55	2.31	2.10	1.93	1.78	1.65	1.53	1.43	1.34	1.26	1.18	1.11	1.09	0.99	0.98	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97
9.50	8.00	6.39	5.23	4.40	3.79	3.32	2.95	2.65	2.40	2.19	2.01	1.86	1.72	1.60	1.49	1.40	1.31	1.24	1.17	1.14	1.04	0.99	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98
9.00	8.26	6.61	5.41	4.56	3.93	3.45	3.08	2.78	2.50	2.28	2.09	1.93	1.78	1.67	1.56	1.46	1.38	1.30	1.22	1.18	1.09	1.04	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98
8.50	8.51	6.82	5.59	4.72	4.07	3.57	3.18	2.86	2.59	2.37	2.18	2.01	1.87	1.74	1.63	1.53	1.44	1.35	1.28	1.21	1.15	1.09	1.03	0.99	0.94	0.98	0.95
8.00	8.76	7.03	5.77	4.87	4.21	3.70	3.29	2.96	2.69	2.46	2.26	2.09	1.94	1.81	1.70	1.59	1.50	1.41	1.33	1.26	1.20	1.14	1.08	1.03	0.98	0.94	0.95
7.50	8.99	7.32	5.93	5.01	4.33	3.81	3.39	3.06	2.78	2.54	2.34	2.16	2.01	1.88	1.78	1.65	1.55	1.47	1.39	1.31	1.25	1.18	1.13	1.07	1.02	0.98	0.94
7.00	9.15	7.59	6.08	5.14	4.44	3.91	3.48	3.14	2.85	2.61	2.41	2.23	2.07	1.94	1.83	1.71	1.60	1.51	1.43	1.36	1.29	1.23	1.17	1.11	1.06	1.02	0.97
6.50	9.35	7.83	6.20	5.24	4.53	3.99	3.56	3.21	2.92	2.68	2.47	2.29	2.13	1.99	1.88	1.75	1.65	1.56	1.47	1.40	1.33	1.26	1.20	1.13	1.07	1.02	0.97
6.00	9.49	7.65	6.29	5.32	4.61	4.06	3.62	3.27	2.97	2.73	2.51	2.33	2.17	2.03	1.90	1.79	1.68	1.59	1.51	1.43	1.36	1.29	1.23	1.18	1.13	1.08	1.03
	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50	9.00	9.50	10.00	10.50	11.00	11.50	12.00	12.50	13.00	13.50	14.00	14.50	15.00

Figura 11. Ejemplo matriz de vulnerabilidad para vuelco.

En el proceso de simulación de los sismos que se producen en una vida útil, se empleará un proceso evaluado de Poisson, con el parámetro λ descrito y la función de densidad de las aceleraciones asociada a la anterior función de distribución.

3.4.2. Vulnerabilidad

3.4.2.1. Vulnerabilidad frente al oleaje. Se debe analizar la vulnerabilidad para cada modo de fallo, que para un dique vertical son: vuelco rígido, deslizamiento en el contacto cajón-banqueta, hundimiento, fallo por pérdida de estabilidad global del conjunto, y estabilidad hidráulica de la berma (solo oleaje).

3.4.2.1.1. Ecuaciones de verificación. Para cada modo de fallo se establece una ecuación de verificación, formada por un conjunto de términos que pueden ordenarse en favorables, que contribuyen a que no se produzca el fallo, y desfavorables, que provocan o inducen al fallo. La ROM 0.0 [6] proporciona dos maneras de establecer la ecuación de verificación: coeficiente de seguridad (cociente entre términos favorables y desfavorables), o margen de seguridad (diferencia entre los términos favorables y desfavorables).

Los valores de los términos de la ecuación se determinan a partir de sus respectivos modelos de probabilidad en la fase analizada, calculados en general a partir de los modelos de probabilidad de los parámetros y agentes, y son un resultado del propio proceso de resolución de la ecuación. Los coeficientes globales y parciales, que ponderan las acciones y las resistencias para cada uno de los modos serán todos ellos igual a la unidad. Además, para que no se produzca fallo es necesario que el coeficiente de seguridad, que es el cociente entre términos favorables y desfavorables, sea mayor que la unidad.

3.4.2.1.2. Análisis de la vulnerabilidad. Como se ha señalado, la vulnerabilidad de la estructura proporciona información sobre su comportamiento para diferentes acciones y se debe describir independientemente del oleaje existente en la zona. Se ha determinado una matriz de vulnerabilidad para cada modo de fallo, calculando los resultados de la ecuación de verificación (para los modos de fallo de vuelco, deslizamiento, hundimiento y estabilidad global), y el peso de la escollera necesario (para el modo de fallo de estabilidad hidráulica de la berma), para un rango de valores de Hs y Tp suficientemente amplio como para cubrir la variabilidad existente de estas variables en la zona de proyecto.

Los límites de la matriz se deben tomar de forma que cualquier oleaje que se pueda dar en la realidad esté representado en la matriz de vulnerabilidad. Se han descartado los oleajes que, por criterios

justificados no pueden producirse. En este el rango de valores de las variables Hs y Tp utilizados para determinar la vulnerabilidad ha sido Hs (máx.) = 15 m; Hs (mín.) = 2 m; Tp (rango) = 6-25 s.

El valor de los intervalos y rangos se define de forma iterativa en función de los resultados. Se comienza con $\Delta Hs = 0,50$ m y $\Delta Tp = 0,50$ s y en el caso de que fuera necesario, se incrementaría el número de simulaciones para obtener unos resultados más precisos.

Este análisis se realiza para todos los modos de fallo, tanto para cresta en pleamar como para seno en bajamar (situaciones más desfavorables). Se obtienen las resultantes de fuerzas horizontales y verticales, así como momentos volcadores y estabilizadores. Con estos resultados se analiza el modo de fallo en cuestión. Se construyen las matrices de vulnerabilidad con todos los casos analizados para cada modo de fallo.

Los resultados se presentan en tablas en las que el eje de abscisas representa la altura de ola significante y el eje de ordenadas representa el periodo de pico, identificando en cada caso dónde se produce el fallo. Debido a que los parámetros que describen el dique se han considerado deterministas, para cada par de valores Hs-Tp el resultado será que la probabilidad de fallo es 0 si no falla, y 1 si falla. De esta forma, se identifica la línea límite entre fallo/no fallo.

En la figura 11 se muestra como ejemplo la matriz de vulnerabilidad del modo de fallo de vuelco rígido, donde los valores se han obtenido directamente a partir de la ecuación de verificación. Aunque debido al tamaño de la matriz y la resolución de la figura no es posible apreciar cada uno de los coeficientes asociados a cada par de valores Hs-Tp, sí resulta posible apreciar la línea que delimita la región de fallo (paso de colores verde a rojo), que resulta de gran importancia. El procedimiento y resultados son análogos para el modo de fallo de deslizamiento.

Para los modos de fallo de hundimiento y estabilidad global, se desarrolla para cada pareja Hs-Tp (con los resultados de ancho eficaz, inclinación de la carga repartida y valor de la misma) un cálculo mediante método de equilibrio límite (programa GEO-SLOPE). Se construye la correspondiente matriz de vulnerabilidad con los resultados obtenidos para todas las parejas Hs-Tp. En estos modos de fallo también se considera fallo si el coeficiente obtenido es inferior a la unidad.

Para el modo de fallo de estabilidad hidráulica de la berma se ha considerado la formulación de Tanimoto incluida en el Coastal Engineering Manual [11]. Para cada pareja Hs-Tp se calcula el peso de la escollera necesaria, determinando si es mayor o menor

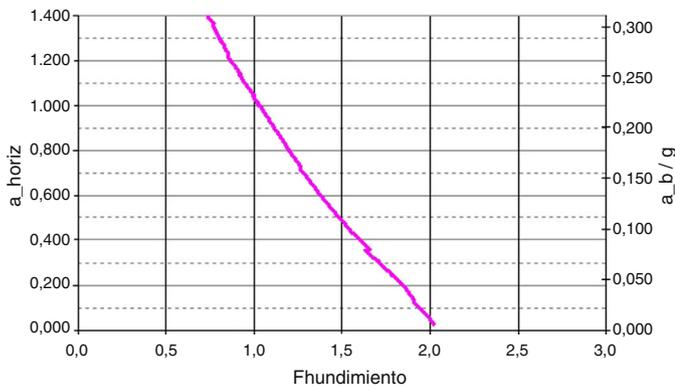


Figura 12. Ejemplo matriz de vulnerabilidad para hundimiento con sismo.

que la prevista como resultado del nivel I (en este caso 2,5 t), considerándose fallo o no fallo respectivamente.

La comparación de las matrices de vulnerabilidad obtenidas en este caso permite alcanzar las siguientes conclusiones:

- El modo de fallo de hundimiento es el que presenta mayor probabilidad de producirse.
- Todos los pares de valores Hs-Tp que producen fallo por estabilidad global, también producen fallo por vuelco.
- Las matrices de vulnerabilidad de vuelco y deslizamiento son bastante parecidas.
- Todos los valores que producen fallo por deslizamiento y/o vuelco, también producen fallo por hundimiento.
- Siempre que se produce un fallo por estabilidad hidráulica de la berma también lo hace por hundimiento.
- Por todo lo anterior, en este caso la probabilidad de fallo conjunta coincide con la probabilidad de hundimiento.

3.4.2.2. *Vulnerabilidad frente al sismo.* Al igual que en el caso del oleaje, los límites de la matriz de vulnerabilidad se deben tomar de forma que cualquier sismo que se pueda dar en la realidad esté representado en la matriz de vulnerabilidad. La aceleración sísmica básica para período de retorno de 500 años en Almería es, según la NCSE-02 [9], 0,14 g. El máximo valor en el territorio español, según esa norma, es 0,24.g. Por este motivo, el rango de valores para determinar la vulnerabilidad ha sido: máxima aceleración básica 0,31.g; mínima aceleración básica: 0,02.g. El valor de los intervalos que se aplican a estas aceleraciones es 0,005 m/s².

Se han calculado las matrices de vulnerabilidad para cada uno de los modos de fallo que se pueden dar en el dique. La figura 12 muestra como ejemplo la matriz de vulnerabilidad para el hundimiento con sismo, en pleamar (se reduce en este caso a un vector, ya que solo se considera una única variable aleatoria).

3.4.3. Probabilidad de fallo

3.4.3.1. *Probabilidad de fallo para el oleaje.* El procedimiento para calcular las probabilidades de fallo de los diferentes modos de fallo consistió en:

- Simulación mediante el método de Montecarlo de los temporales que pueden incidir sobre el dique vertical en *m* vidas útiles, siguiendo para ello los siguientes pasos:
 - Utilizando un modelo exponencial, se han calculado los tiempos de ocurrencia de varios temporales hasta que la suma de esos tiempos sea superior a la vida útil de la estructura (50 años). De esta forma se determina el número de temporales, *n_i*, en la vida útil. En la figura 13 se muestra el histograma con el número de temporales considerados en todas las vidas útiles simuladas.

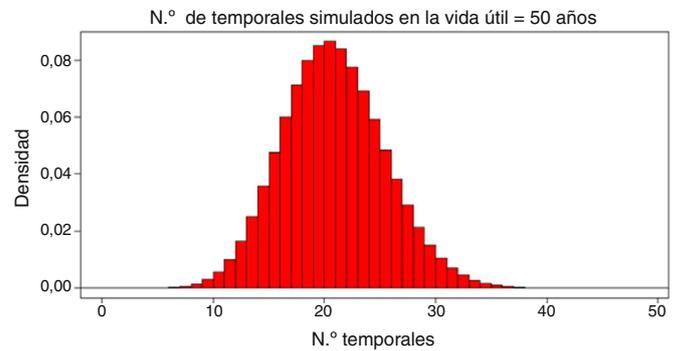


Figura 13. Histograma de número de temporales considerados.

- Para cada uno de los temporales, se ha simulado un valor de Hs utilizando la distribución de Weibull que caracteriza el régimen extremal escalar. En la figura 14 se presenta la función de distribución acumulada de Weibull utilizada.
- Utilizando la distribución conjunta de Hs y Tp, se calculan los parámetros μ y σ correspondientes a la distribución normal condicionada al valor anterior de Hs. Definida la distribución normal, se simula un valor que define el período de pico, Tp, del temporal. Debido a que el dominio de la distribución normal son todos los números reales, para evitar que en el proceso de simulación aparezcan valores extraños de Tp, que no fueran posibles (por ejemplo: valores negativos o excesivamente grandes), se ha utilizado la distribución normal truncada. De esta forma, se ha limitado el conjunto de valores posibles de Tp al intervalo centrado en el valor de μ correspondiente con un semiancho de 2 veces la desviación típica, σ .
- Con este par de valores (Hs, Tp) se calculan, mediante interpolación lineal en las matrices de vulnerabilidad, los coeficientes de seguridad de cada uno de los modos de fallo. De esta forma se obtienen los 5 coeficientes para el temporal simulado.
- Una vez analizados los *n_i* temporales de la *i*-ésima vida útil, se calcula cuáles son los valores mínimos de los coeficientes de seguridad de cada modo de fallo. Este resultado se utilizará al finalizar los cálculos, de las *m* vidas útiles, para describir la función de densidad de los coeficientes de seguridad mínimos en la vida útil del dique.
 - Si el coeficiente de seguridad mínimo de un modo de fallo en la vida útil es menor que 1, entonces se produce ese fallo en la estructura. En el caso del modo de fallo estabilidad hidráulica de la berma, el fallo se produce cuando el peso de escollera necesario es mayor de 2.5 t.
- Finalmente, para determinar la probabilidad de fallo de cada modo de fallo se calcula el cociente entre el número de fallos simulados entre el número total de vidas útiles consideradas. A medida que aumenta el número de vidas útiles simuladas, los valores de las probabilidades de fallo calculados tienden a

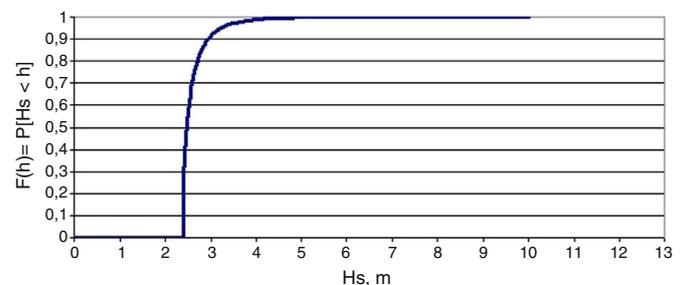


Figura 14. Función de distribución acumulada de Weibull.

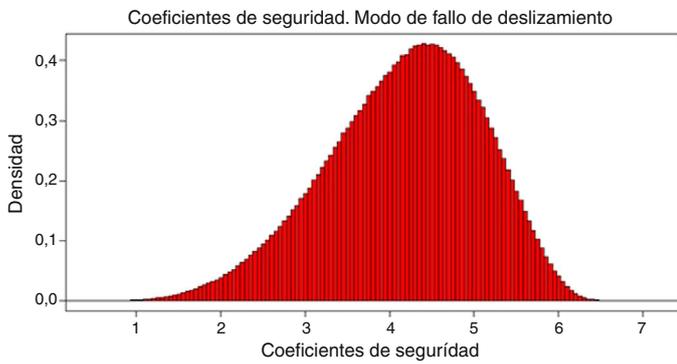


Figura 15. Histograma de coeficientes de seguridad mínimos obtenidos en una vida útil.

converger a lo que se denomina como probabilidad de fallo de cada modo de fallo.

- La probabilidad de fallo conjunta se calcula dividiendo el número de vidas útiles en las que se ha dado algún tipo de fallo entre el número total de vidas útiles simuladas.

La distribución de las probabilidades admisibles en cada modo de fallo debe realizarse valorando el posible daño que pueda causar su fallo. Del conjunto completo de modos de fallo se deben identificar los que se producen simultáneamente, los mutuamente excluyentes y los no excluyentes. En cualquier caso se debe satisfacer la condición de que la probabilidad de ocurrencia de cada modo de fallo sea menor que la probabilidad conjunta requerida.

Los resultados que se presentan en los siguientes apartados se han obtenido a partir de la simulación de unos 200 millones de temporales, que suponen un total de 10 millones de vidas útiles.

La figura 15 presenta el histograma con los coeficientes de seguridad mínimos en una vida útil, obtenidos en las simulaciones, para el modo de fallo de deslizamiento (se obtiene un histograma para cada modo de fallo).

Para identificar más fácilmente cuál es la probabilidad de fallo asociada a cada coeficiente de seguridad, en la figura 16 se muestran diferentes percentiles de los coeficientes de seguridad mínimos simulados. Los resultados pueden también presentarse en forma de tabla. A partir de esta información se puede ver cuál sería la probabilidad de fallo si se consideran coeficientes de seguridad diferentes a la unidad.

La figura 17 muestra la convergencia de la probabilidad de fallo a medida que aumenta el número de vidas útiles simuladas. En todos los casos se puede ver cómo al llevar pocas simulaciones los resultados tienen importantes variaciones, mientras que al ir aumentando el número de vidas útiles simuladas los resultados tienden a converger. Al tratarse de un método iterativo, el número

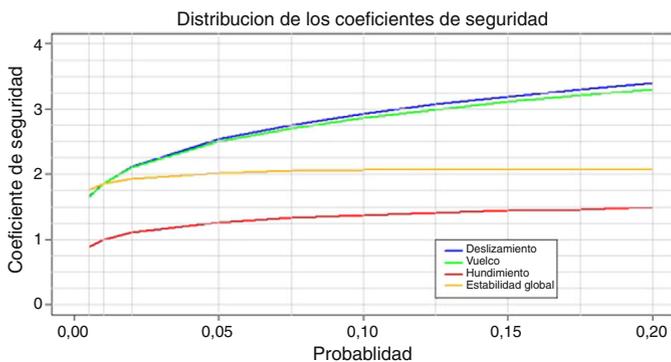


Figura 16. Percentiles de los coeficientes de seguridad mínimos simulados.

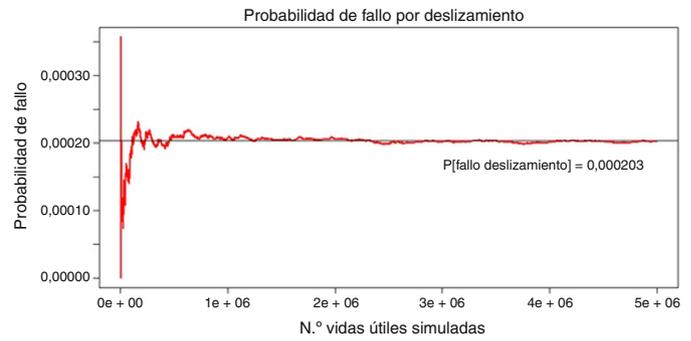


Figura 17. Convergencia de la probabilidad de fallo.

de simulaciones vendrá fijado por la probabilidad más pequeña que se quiera caracterizar, pudiendo fijarse un criterio de convergencia.

3.4.3.2. Probabilidad de fallo para el sismo. El procedimiento de simulación para determinar la probabilidad de fallo en el caso de sismo es el mismo que el utilizado en el oleaje.

El procedimiento para calcular las probabilidades de fallo de los diferentes modos ha sido:

- Se ha simulado mediante el método de Montecarlo los sismos que pueden incidir sobre el dique vertical en m vidas útiles. Para ello se han seguido los siguientes pasos:
 - Utilizando un modelo exponencial, con un parámetro de un sismo cada 7,81 años (correspondiente a una aceleración básica de 0,03 g), se han calculado los tiempos de ocurrencia de varios sismos hasta que la suma de esos tiempos sea superior a la vida útil de la estructura (50 años). De esta forma se determina el número de sismos, n_i , en la vida útil i -ésima. Este valor es aleatorio y varía en cada vida útil simulada.
 - Para cada uno de los sismos, se ha simulado un valor de a_b , utilizando la función de distribución acumulada descrita en el apartado anterior.
 - Con este valor (a_b) se calcula, mediante interpolación lineal en la matriz de vulnerabilidad, el coeficiente de seguridad del fallo por hundimiento en seno. De esta forma se obtiene el coeficiente para el temporal simulado.
- Una vez analizados los, n_i , sismos de la vida útil i -ésima, se calcula cuál es el valor mínimo del coeficiente de seguridad. Este resultado se utilizará al finalizar los cálculos, de las m vidas útiles, para describir la función de densidad del coeficiente de seguridad mínimo en la vida útil del dique.
 - Si el coeficiente de seguridad mínimo de un modo de fallo en la vida útil es menor que 1, entonces se produce ese fallo en la estructura.
- Finalmente, para determinar la probabilidad de fallo por hundimiento se calcula el cociente entre el número de fallos simulados entre el número total de vidas útiles consideradas. A medida que aumenta el número de vidas útiles simuladas, los valores de las probabilidades de fallo calculados tienden a converger a lo que se denomina como probabilidad de este modo de fallo.

Los resultados que se presentan a continuación se han obtenido a partir de la simulación de 14 millones de sismos, que suponen un total de 2 millones de vidas útiles.

En la figura 18 se presenta el histograma con los coeficientes de seguridad mínimos en una vida útil, obtenidos en las simulaciones, para el modo de fallo considerado.

Para identificar más fácilmente cuál es la probabilidad de fallo asociada al coeficiente de seguridad, en la figura 19 se muestran diferentes percentiles del coeficiente de seguridad mínimo

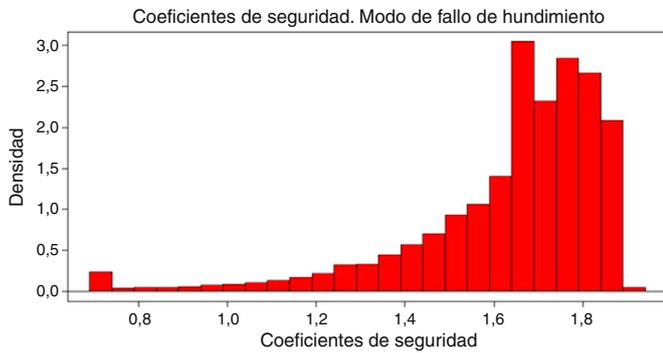


Figura 18. Histograma de coeficientes de seguridad mínimos en una vida útil.

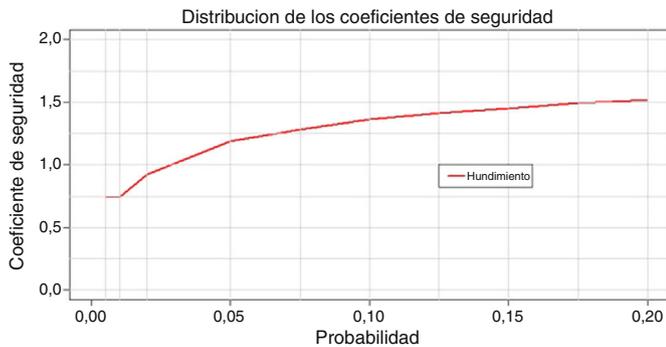


Figura 19. Percentiles del coeficiente de seguridad mínimo simulado.

simulado. La misma información puede presentarse en forma de tabla (tabla 5).

La convergencia de la simulación para determinar la probabilidad de fallo a medida que aumenta el número de vidas útiles es bastante rápida y para unas 500.000 vidas útiles, la probabilidad de fallo converge a 0,0258.

3.4.3.3. Probabilidad de fallo conjunta para oleaje y sismo. El cálculo de la probabilidad conjunta del dique teniendo en cuenta las acciones de oleaje extremo (S_1) y sismo (S_2) se calcula como:

$$P[S_1 \cup S_2] = P[S_1] + P[S_2] - P[S_1 \cap S_2]$$

Por lo tanto, la probabilidad de fallo conjunta de la estructura será de 0.0353.

Tabla 5

Probabilidades de fallo para cada modo de fallo

Modo de fallo	Probabilidad de fallo
Deslizamiento	2,04E-04
Vuelco	2,24E-04
Hundimiento	9,76E-03
Estabilidad global	1,15E-05
Estabilidad hidráulica	8,00E-06

3.4.4. Resultados

Las probabilidades de fallo obtenidas, mediante simulación estadística, para cada uno de los modos de fallo asociados al oleaje son:

La probabilidad de fallo conjunta para el oleaje coincide con la probabilidad de fallo del hundimiento, ya que la probabilidad de fallo de estabilidad hidráulica de la berma es muy baja.

La probabilidad de fallo para el sismo coincide con la probabilidad de fallo del hundimiento; ya que en el análisis de vulnerabilidad de la estructura, en el resto de modos de fallo, no se detectaban casos con coeficientes de seguridad inferiores a 1 en el intervalo de análisis utilizado. La probabilidad de fallo conjunta para el sismo ha sido de 0,0258.

La probabilidad de fallo conjunta para oleaje y sismo ha sido de 0,0353, que es menor a la exigida en la ROM.

4. Construcción del nuevo nique de poniente (1.ª fase)

La licitación de las obras de construcción del nuevo dique se llevó a cabo en el verano de 2013, comenzando las obras en enero de 2014. La obra se adjudicó con proyecto variante en el que se consideraron cajones de una eslora ligeramente superior a los del proyecto base (se conserva manga en fuste, 21 m, y ancho en la base, 22 m), alcanzando los 46,20 m, e incrementando la longitud total del dique en 10 m (416,69 m). Por otra parte, las cámaras antirreflejantes diseñadas en el proyecto variante presentaron una anchura ligeramente mayor que en el proyecto base, repercutiendo en una cierta mejora de cara a la operatividad. El resto del diseño se mantuvo respecto al proyecto base.

La fabricación de los cajones se llevó a cabo en el puerto de Escombreras, en Cartagena (Murcia), entre los meses de abril y agosto de 2014, completándose el fondeo de los mismos, previo remolque desde Escombreras a Almería, entre los meses de mayo y septiembre de 2014.

La figura 20 muestra el estado de las obras a fecha mayo de 2015, apreciándose la mayor parte de los elementos de interés proyectados, teniendo en cuenta, además, el carácter de dique exento.



Figura 20. Estado de las obras en mayo 2015. Elementos principales.



Figura 21. Ejecución ranuras de cámaras antirreflejantes.

En la figura 21 se aprecia la formación de las cámaras antirreflejantes, cuya importancia frente a la reducción del coeficiente de agitación en el interior del área abrigada ha sido señalada anteriormente. Se trató de una ejecución in situ, mediante corte con hilo de diamante.

En la actualidad el dique se encuentra en servicio.

5. Conclusiones

El artículo presenta las tres fases principales de planificación, diseño y construcción de una infraestructura singular como es el nuevo dique de poniente del puerto de Almería. Desde el punto de vista de la planificación, el nuevo dique de poniente supone un paso más en el crecimiento del puerto de Almería, y da comienzo a la etapa final del plan de ampliación iniciado hace más de 15 años. Por su naturaleza, su función como protección frente al oleaje, las dimensiones de los cajones que lo constituyen y, sobre todo, por su carácter exento, el nuevo dique supone un hito importante en la historia del puerto de Almería. Se trata de un elemento singular por su propia configuración, ya que no queda conectado a tierra firme, pero también lo es desde un enfoque que no se aprecia a simple vista, y que reside en los procedimientos empleados en su diseño.

La metodología seguida para el proyecto del nuevo dique de poniente, desarrollada y empleada por primera vez en la verificación del dique de La Esfinge con métodos de nivel III [12], permite caracterizar la distribución conjunta de las acciones y las respuestas aleatorias de la estructura de forma separada. Así, se describe de forma independiente la peligrosidad de las acciones y la vulnerabilidad de la estructura, entendiendo como tal la probabilidad de ocurrencia de los tipos de fallo que puede sufrir el dique condicionados a diferentes acciones. De esta forma, por un lado se simplifican los modelos y los cálculos requeridos para estimarlos y, por otro, se obtiene una información muy valiosa de cara a conocer el comportamiento de la estructura.

Las principales variables que influyen en el comportamiento del dique, y que presentan incertidumbre, se tratan como variables aleatorias. Por ello, las probabilidades de fallo asociadas a cada uno de los modos de fallo considerados y la probabilidad de fallo conjunta se calculan mediante simulación estadística.

La metodología presentada en este artículo se puede tomar como ejemplo para realizar cálculos de nivel III en el futuro. En él se establecen las bases para caracterizar la peligrosidad de las acciones, la vulnerabilidad de la estructura y se muestra la forma de tratar con variables aleatorias para calcular probabilidades de fallo mediante simulación estadística.

La fase de construcción, que constituye la última de las 3 etapas analizadas en este artículo, ha supuesto en este caso un éxito más de la ingeniería española, contando con el condicionante adicional del carácter exento de la obra y las consiguientes complicaciones logísticas, solventadas con éxito como demuestra la inauguración y entrada en servicio del dique en fechas recientes.

La utilización de métodos probabilísticos en diseño de obras de abrigo es una tendencia a nivel mundial, siendo el documento Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters [13] una de las más importantes referencias junto con las Recomendaciones para Obras Marítimas. Estas últimas indican la necesidad de diseñar infraestructuras como la que aquí se presenta mediante métodos de nivel I y métodos de nivel III. Se ha constatado que las probabilidades de fallo obtenidas mediante métodos de nivel III son mucho más bajas que las obtenidas mediante nivel I, lo que indica que la vía tradicional de diseño seguida hasta el momento es optimizable, implicando potenciales reducciones de los costes de inversión. Los métodos de nivel I han probado con creces su fiabilidad, y así lo demuestra el gran número de obras de abrigo diseñadas y construidas en España, especialmente a finales del siglo XX [14]. En la actualidad los métodos de nivel I siguen siendo la principal vía de diseño, pero queda patente que los métodos de nivel III, con un largo camino por recorrer todavía, son la herramienta de diseño para futuras obras marítimas.

Bibliografía

- [1] Proyecto Constructivo Nuevo dique de Poniente (1.ª Fase) Puerto de Almería, Autoridad Portuaria de Almería, Acciona Ingeniería, 2013.
- [2] Almería Port Extension. Moored ships Scale Model Tests. Deltares - Delft Hydraulics, 2008.
- [3] Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 3.1-99: Configuración Marítima de los Puertos: Canales de Acceso y Áreas de Flotación. Puertos del Estado, 1999.
- [4] Geotechnical Report. Investigation Data. Harbour Extension Phase I & II. Almería, Spain FUGRO, 2009.
- [5] Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 1.0-09: Diques de abrigo contra las oscilaciones del mar (Parte I): Bases y factores del proyecto. Puertos del Estado, 1990.
- [6] Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.0: Procedimiento General y Bases de Cálculo para Proyectos de Obras Marítimas. Puertos del Estado, 2000.
- [7] Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 2.0-11: Obras de Atraque y Amarre: Criterios Generales y Factores de Proyecto. Puertos del Estado, 2011.
- [8] Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.5-05: Geotecnia para las Obras Marítimas y Portuarias. Puertos del Estado, 2005.
- [9] Norma de Construcción Sismorresistente Española NCSE-02. Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica, 2002.
- [10] Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 0.4-95: Acciones Climáticas para el Proyecto de las Obras Marítimas y Portuarias (II): Viento. Puertos del Estado, 1995.
- [11] Coastal Engineering Manual, Department of the Army, U.S. Army Corp of Engineers, 2011.
- [12] Verificación del Dique de La Esfinge con Métodos de Nivel III, Autoridad Portuaria de Las Palmas, Acciona Ingeniería, 2012.
- [13] Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. Oumeraci, H., Allsop, N.W.H., De Groot, M.B., Crouch, R.S., Vrijling, J.K., 1999.
- [14] Diseño, Construcción y Explotación de Diques de Abrigo Portuario en España Desde Finales del Siglo XX, R. Gutiérrez Serret y J.M. Grassa Garrido, revista RIBAGUA, N° 2.